

MEGÉPÜLT VASBETONSZERKEZETEK MEGBÍZHATÓSÁGI ÉRTÉKELÉSE A FIB BULLETIN 80 ALAPJÁN



Várdai Attila

DOI: 10.32969/VB.2020.2.2

A megépült szerkezetek vizsgálata sok szempontból jelentősen különbözik az új szerkezetek tervezési feladattól. A tervezési előírásokkal szemben a meglévő tartószerkezetek értékelésének módszertana egyelőre nem általánosított, ugyanakkor már megjelentek olyan nemzetközi szabványok, melyek a tervezési előírásokkal azonos elméleti alapokon lehetővé teszik a megépült szerkezetek erőtanai vizsgálatát.

A Nemzetközi Betonszövetség (fib) kiemelten foglalkozik a meglévő tartószerkezetek vizsgálatának kérdéskörével. Cél, hogy a Model Code jövőbeni kiadásában (MC2020) már koherens modellt ismertessen a tervezőkkel a meglévő szerkezetekkel kapcsolatos beavatkozásokhoz és ez alapul szolgálhasson az Eurocode szabványok jövőbeni fejlesztéséhez.

Ennek a törekvésnek egyik lépéseként jelent meg a közelmúltban a megépült betonszerkezetek biztonsági tényezőiről és a tényezők származtatásáról szóló **fib Bulletin 80- Partial factor methods for existing concrete structures c.** kiadvány.

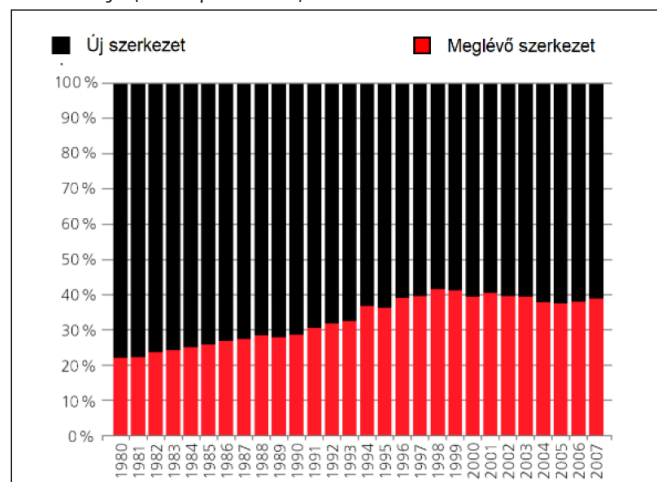
A szerző jelen cikkben a 2019. február hónapban Torinóban megtartott **fib Winter School** előadásai alapján ismerteti a **fib Bulletin 80**-ban javasolt számítási eljárásokat és számpélda segítségével hasonlítja össze a módszereket az Eurocode előírásokkal és a hazai gyakorlatban a megépült épületszerkezetek vizsgálatához alkalmazott TSZ01-2013 j. Műszaki Szabályzattal.

Kulcsszavak: fib Bulletin 80, parciális tényező, DVM, APFM, megbízhatósági index

1. BEVEZETÉS

Világszerte egyre nagyobb figyelem összpontosul a megépült tartószerkezetekkel kapcsolatos szabályozások kialakítására, illetve a meglévő előírások egységesítésére, hiszen az elmúlt évtizedekben a meglévő szerkezetekkel kapcsolatos beavatkozások aránya egyértelműen növekszik az új építőipari beruházásokhoz képest (1. ábra). Az Európai Unió is kiemelten kezeli a kérdést, az Európai Bizottság Közös Kutatóközpontjának (European Commission- Joint Research Centre- JRC) keretén

1. ábra: Meglévő épületekkel és műtárgyakkal kapcsolatos beavatkozások aránya [JRC Report- 2015]

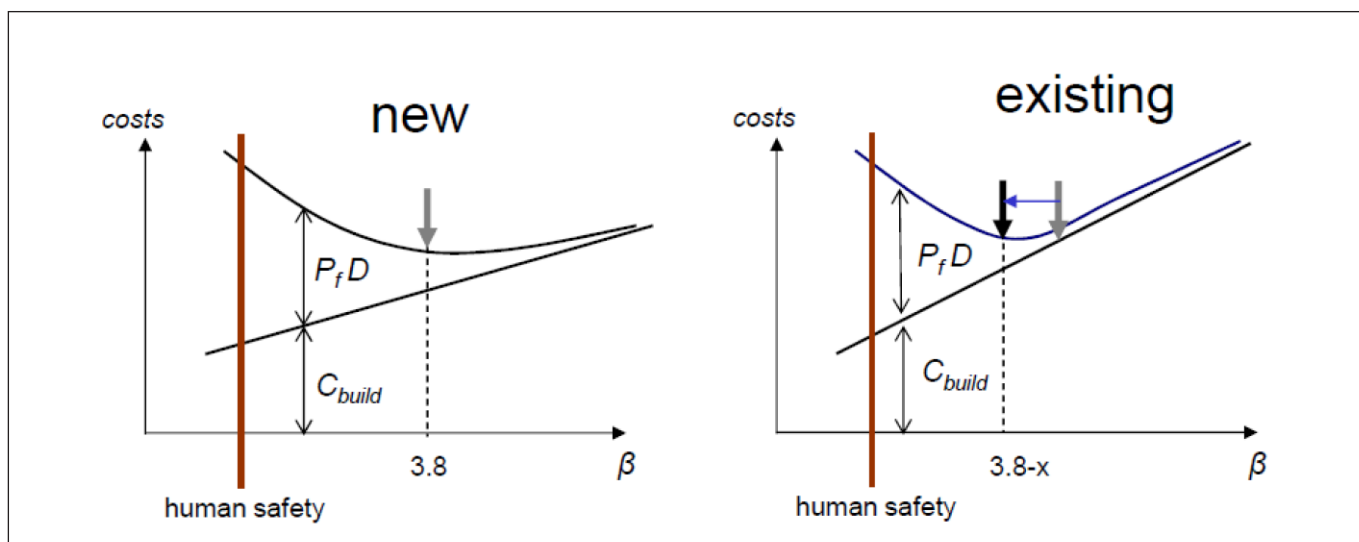


belül külön munkabizottság azonosítja az egyes tagállamok nemzeti szabályozásait és igyekszik közös keretrendszer adni a meglévő szerkezetek vizsgálatához.

A tervezési előírások és így a hazánkban is hatályos EC0 (MSZ EN 1990:2002) is a tönkremenetel következtében történő emberélet elvesztésének valószínűsége (*human safety*) és a szerkezet létesítését, illetve fenntartását, valamint esetleges tönkremenetelének anyagi hatását figyelembe vevő komplex költségek értékelése (*economical consideration*) mellett határozzák meg a szerkezetek biztonsági szintjeit, melyet az ún. megbízhatósági indexszel (β) jellemeznek. A szabványokban megjelenő a teheroldali- és ellenállás oldali parciális (biztonsági) tényezők számszaki értékeit a megbízhatósági szint alapján határozták meg.

Az emberélettel kapcsolatos biztonsági korlátok jellemzően csekély referencia-időszakok mellett lehetnek mértékadóak, hosszabb tervezési időszak figyelembevétele mellett a gazdaságosság kritériumai a meghatározóak.

Az elhalálózással kapcsolatos kritériumok a szerkezet új- vagy meglévő jellegétől alapvetően függetlenek. Egy balesetben történő elhalálózás valószínűsége fejlett országokban (az ISO 2394:1998 alapján) 10^{-4} ; egyértelmű, hogy a szerkezetek tönkremenetele ennél csak kisebb valószínűséggel engedhető meg, jellemzően egy-két nagyságrenddel kisebb valószínűségek járatosak (az Eurocode-ok szerinti teherbírási követelményeket kielégítő tartószerkezetek kockázati szintje 10^{-4} - 10^{-5} értékeknél kell, hogy kisebb legyen). A **fib Bulletin 80** javasolt eljárásaiban



2. ábra: Új- és meglévő szerkezet optimális biztonságának értelmezése (Caspéele- 2019)

10^{-5} értéket vettek figyelembe. A fenti, ún. egyéni kockázat (*individual risk*, IR) mellett az ún. „csoportos kockázatot” (*group risk*, GR) is szokás figyelembe venni. Utóbbi eset a társadalmi megítéléseket igyekszik számszerűsíteni, mely alapján a nagyszámú áldozattal járó események elkerüléséhez rendelhető magasabb biztonsági szint, hiszen például egy 10 halálos áldozatot követelő szerkezeti tönkremenetel társadalmi megítélése jelentősen eltér 10, egyenként egyetlen emberéletet követelő szerencsétlenségétől (melyek a hírekben sem feltétlenül jelennek meg).

A megbízhatósági index értékét az Eurocode tervezési szabványok a szerkezet funkciójából levezethető kárhányad szerinti – CC1...CC3 – osztályok (*consequence class*) és az ezekből képzett – RC1...RC3 – megbízhatósági osztályok (*reliability class*) alapján adják meg, különböző referenciaidőszakokra (tervezési élettartamokra) vonatkozóan. Például lakó- és irodaházak esetén, 50 éves tervezési élettartamra az EC0 B melléklete a megbízhatósági index minimális értékére $\beta=3,8$ -et javasol. Az egyes Eurocode-kötetek bevezető fejezeteinkben deklarálják, hogy az adott kötetben szereplő parciális tényezők mely megbízhatósági szintnek felelnek meg (az MSZ EN 1992-1-1:2010 szerint vasbetonszerkezetek esetén például ez RC2-vel azonos).

Könnyen belátható, hogy az új és a megépült szerkezetek esetén a megbízhatósági szintek nem lesznek (nem lehetnek) azonosak. A tartószerkezetek tervezésének fázisában a biztonság egyszerűen fokozható (pl. robusztus kialakítással, az anyagminőség megválasztásával stb.). Ebben az esetben a tervezési élettartam is jól azonosítható, illetve előírhatóak (és a megválasztott megbízhatósági szint függvényében elő is írandók) a gyártás és a kivitelezés minőségének szigorú ellenőrzésére vonatkozó utasítások.

A betonszerkezetek kivitelezéséről szóló MSZ EN 13670:2010 (de akár az acélszerkezetek gyártásáról és szereléséről rendelkező EN 1090-es sorozat, illetve a betonjavításokról szóló MSZ EN 1504-es sorozat is) az Eurocode szerinti ellenőrzési osztályoknak (*inspection level*) megfelelően definiálja a kivitelezési (illetve kivitelezés-felülvizsgálati) osztályokat, azonosítja az ehhez szükséges (adott esetben független) ellenőrző szervezetet és megadja a kivitelezéssel kapcsolatos elfogadási/átvételi követelményeket. Természetesen a biztonsági szint eléréséhez a minőségbiztosítás keretében a tervellenőrzés szintje (*design supervision level*) is növelhető. Az Eurocode a kivitelezés felülvizsgálati osztályainak segítségével szoros kapcsolatot teremt a kivitelezésre vonatkozó szabványokkal és ezzel koherens keretrendszert teremt, melyet

helyesen alkalmazva magasabb színvonalú szerkezet valószínűsíthető meg (és kizárhatóvá válnak például az egyértelműen szakmaiatlan, dilettáns megoldások). Sajnos a hazai tervezői gyakorlat számára a kivitelezési követelmények előírása nem általános és az EUROCODE-alapú tervezés gyakran kimerül az erőtani számítások EC-szerinti végrehajtásában.

Egy megépült szerkezet biztonságának utólagos fokozására azonban a fentieknél sokkal kevesebb lehetőség adódik, a meglévő szerkezet adottságai és kötöttségei miatt. A szükségesé váló beavatkozások egy új szerkezethez viszonyítva jellemzően jóval nehezebben kivitelezhetőek és ezzel együtt költségesebbek is. A fajlagosan nagyobb kivitelezési költségek és a járulékos funkcióvesztések (pl. szerkezeti beavatkozások alatti bérlemény-lezárások, hidak megerősítése során a forgalom elterelése stb.) okozta többlet-költségek miatt a komplex költségek minimuma egy új szerkezetekhez viszonyítva eltérő optimális megbízhatósági szintet eredményez (2. ábra).

Meglévő szerkezetek esetén a figyelembe veendő referenciaidőszak sem feltétlenül definiált, illetve, ha igen, akkor az a tervezési szabványokban értelmezettől szintén jelentősen eltérő lehet.

2. A MEGBÍZHATÓSÁGI SZINT MEGHATÁROZÁSA

A megbízhatósági index az alábbi módon számítható:

$$\beta = -\phi^{-1}(P_f) \quad (1)$$

Itt ϕ a normális eloszlásfüggvény, P_f pedig a tönkremenetel bekövetkezési valószínűsége.

A megbízhatósági osztályokat a *fib Bulletin 80* alapvetően az EC0-val azonosan értelmezi. Ennek megfelelően az 1. táblázat is az EC0 B2. táblázata alapján készült, az ott szereplő (új szerkezet tervezésére vonatkozó) megbízhatósági indexet β_{new} jelöli.

Meglévő szerkezetek felülvizsgálatakor értékelni kell az adott szerkezet állapotát és dönteni kell az esetleges beavatkozások szükségéről. Ehhez a döntéshez β_0 megbízhatósági index rendelhető. Amennyiben szerkezeti beavatkozás szükséges, úgy az állagfokozó beavatkozást (*upgrade*) β_{up} megbízhatósági szinten kell elvégezni. Az 1. táblázatban jól látható, hogy β maximális értéke a tervezés állapotához tartozik, az 1. fejezet indoklása alapján az utólagos felülvizsgálatok és szerkezetmegerősítések kisebb megbízhatósági szinten végezhetőek.

1. táblázat: A megbízhatósági index javasolt értékei

Kárhányad szerinti osztály	Megbízhatósági osztály	β_{new}		β_0	β_{up}
		1 éves referenciadőszak	50 éves referenciadőszak		
CC3	RC3	5.2	4.3	2.8	3.8
CC2	RC2	4.7	3.8	2.3	3.3
CC1	RC1	4.2	3.3	1.8	2.8

A *fib Bulletin 80* tartalmaz továbbá diagramokat a β -érték további finomítására, melyekben a kárhányad-osztályok alapján olvasható le a számításhoz javasolt érték; épületek esetén a vizsgált szerkezeti elem tönkremenetele esetén összeomló fődémterület nagysága (*collapsed area*, A_{col}), hidak esetén a hídszerkezet hossza (*collapsed bridge length*- S) függvényében, különböző referenciadőszakokhoz. Ezek a diagramok a gazdasági megfontolásokon túl tartalmazzák az életvesztéssel kapcsolatos egyéni- és csoportos kockázatokat is.

A kiadvány szerzői alapvetően javasolják az éves tönkrementeli valószínűségek alapján történő értékelést (hosszabb időszakok vizsgálatok az állagromlás hatása jelenleg nem vehető megfelelően figyelembe).

Természetesen a tönkremenetel tényleges gyakorisága (ahogyan arra az MSZ EN 1990 is külön felhívja a figyelmet) erősen függ az emberi hibáktól (meglévő szerkezetek károsodásainak jelentős hányada üzemeltetői gondatlanság, vagy a karbantartás tartós elmaradásának következménye), melyek a parciális tényezők módszerével nem vehetők figyelembe. Emiatt a megválasztott β index nem szükségszerűen jelzi a tartószerkezeti tönkremenetel tényleges gyakoriságát.

3. A PARCIÁLIS TÉNYEZŐK SZÁRMAZTATÁSA, A TERVEZÉSI ÉRTÉK MÓDSZER (DVM)

A parciális tényezőket valószínűségelméleti alapon, jellemzően az ún. elsőrendű megbízhatósági módszerrel (*first order reliability method*, FORM) számítják. Az alkalmazott módszer elméleti alapjairól többek között az EC0 C jelű melléklete és az ISO 2394:2015 is informál.

Ebben az értelmezésben a teherbírás- és hatás-jellegű mennyiségek is független változók, melyek tervezési értéke - normál eloszlás feltételezése mellett – az alábbi módon írható fel:

$$R_d = \mu_R - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R \quad (2a)$$

$$E_d = \mu_E - \alpha_E \cdot \beta \cdot \sigma_E \quad (2b)$$

ahol μ_R és μ_E a vizsgált ellenállás- és hatás oldali változó jellemző értéke; σ_R és σ_E ezen változók szórása; β a megbízhatósági index; α_R és α_E pedig az ellenállás- és teheroldali ún. érzékenységi tényezők (*sensitivity factors*). Utóbbi értékeire a *fib Bulletin 80* a 2. táblázat szerinti ajánlást adja.

A *fib Bulletin 80* a parciális tényezők számításával történő meghatározását Tervezési Érték Módszernek (*Design Value Method*- DVM) nevezi, meglévő szerkezetek felülvizsgálata esetén a Vizsgálati Érték (*Assessment Value*) is gyakran használt kifejezés, bár ennek egyelőre nincsen egységesített terminológiája.

2. táblázat: Érzékenységi tényezők javasolt értékei

domináns változó				nem-domináns változó	
0.16 < σ_E/σ_R < 7.6		egyéb esetben		α_R	α_E
α_R	α_E	α_R	α_E	α_R	α_E
0.8	-0.7	maxhoz ± 1.0 , minhez ± 0.4		0.32	-0.28

3.1. Az ellenállás biztonsági tényezője

Az ellenállás-oldali biztonsági tényező – az EC0-ban ismertett eljáráshoz hasonlóan – tartalmazza az *anyagjellemzők bizonytalanságát*, de magába foglalja az *ellenállás számításának bizonytalanságait* is. Általános esetben a biztonsági tényező az alábbi formában írható fel.

$$\gamma_M = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_m \quad (3)$$

ahol γ_{Rd} az ellenállás meghatározásának bizonytalanságát, γ_m pedig az anyagjellemzők bizonytalanságát figyelembe vevő tényezők, a számításukra javasolt összefüggéseket normál- és lognormál eloszlások figyelembevétele mellett a 3. táblázat ismerteti. Előbbi tényező további két, jól elkülöníthető részre is felbontható, ugyanis a számítás bizonytalanságát a számítási modell bizonytalansága ($\gamma_{Rd,1}$), illetve a vizsgált elem geometriai bizonytalansága ($\gamma_{Rd,2}$) együttesen alkotja.

A számításokhoz közelítőleg alkalmazható értékeket a 4. táblázat tartalmazza. Itt megfigyelhető, hogy az általánosan feltételezhető anyagoldali bizonytalanságok mellett, $\beta=3,8$ megbízhatósági szinten a DVM-el meghatározott parciális tényezők az Eurocode-ban alkalmazott értékekkel jól egyeznek. Látszik ugyanakkor az is, hogy a számítási bizonytalanságot reprezentáló $\gamma_{Rd,i}$ tényezők értékei azonos megbízhatósági szinten meglévő szerkezet vizsgálatok a tervezés során figyelembe vettél magasabbak lehetnek, tehát nagy relatív szórással (variációval) rendelkező anyagminőség esetén könnyen az Eurocode-ban foglaltaknál magasabb biztonsági tényezők adódhatnak.

A 4. táblázat megadja a meglévő szerkezetek ellenállásának meghatározásához szükséges variációs tényezőket (relatív szórás- V_{OR}) is. A feltüntetett értékekből egyértelmű, hogy a számított biztonsági tényezőt az alapadatok megbízhatósága jelentősen befolyásolja. Nem egyértelmű tervadatok és/vagy a méretek helyszíni felmérésének hiánya esetén jelentős geometriai bizonytalanságot szükséges feltételezni.

A 3. táblázat szerinti összefüggések segítségével, lognormál eloszlás feltételezése mellett a megbízhatósági index függvényében kiszámított γ_{Rd} tényezőket a 3. ábra mutatja. Megfigyelhető, hogy a 4. táblázatban javasolt $\gamma_{Rd,i}$ értékek megközelítőleg a $\beta=3.8$ megbízhatósági szintnek megfelelő közelítést tesznek lehetővé (a 4. táblázat szerinti $\gamma_{Rd,1}$ és $\gamma_{Rd,2}$ szorzatok értékeit a diagramon feltüntettem).

Lognormál eloszlás esetén γ_M parciális tényező változását az anyagminőség relatív szórásának ($V_M = \sigma_M/\mu_M$) függvényben a

3. táblázat: Ellenállás-oldali biztonsági tényezők számítása

γ_{Rd}	γ_m	eloszlás
$\frac{1}{1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot V_{OR}}$	$\frac{\mu_x(1 - 1.645 \cdot V_x)}{\mu_x(1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot V_x)}$	normál
$\frac{1}{\exp(\alpha_R \cdot \beta \cdot V_{OR})}$	$\frac{\mu_x \cdot \exp(-1.645 \cdot V_x)}{\mu_x \cdot \exp(-\alpha_R \cdot \beta \cdot V_x)}$	lognormál

4. táblázat: Ellenállás-oldali biztonsági tényezők értékei és figyelembe veendő variációs tényezők

	Beton	Betonacél	megjegyzés	
új szerkezet	V_x	15%	5%	jellemzően feltételezhető variációs tényező
	γ_m	1.39	1.08	3. táblázat szerint, normál eloszlás mellett
	$\gamma_{Rd,1}$	1.05	1.025	általában feltételezhető érték tervezés esetén
	$\gamma_{Rd,2}$	1.05	1.05	általában feltételezhető érték tervezés esetén
	γ_M	1.53	1.16	EUROCODE γ_c és γ_s értékeivel ~egyeznek
	meglévő szerkezet	V_x	számolandó	
γ_m		számolandó		számítás, 3. táblázat és 4. ábra szerint
$\gamma_{Rd,1}$		1.10	1.025	közéltő érték
$\gamma_{Rd,2}$		1.10	1.05	közéltő érték- bizonytalan geometriai adatok esetén
		1.00	1.00	közéltő érték- elhanyagolható geometriai bizonytalanságnál
V_{OR}		14%	6%	jelentős geometriai bizonytalanság esetén
	8%	2%	ha a geometriai bizonytalanság elhanyagolható	

4. ábra mutatja be. Az ábrázolt esetekben az anyagjellemzőkkel kapcsolatos bizonytalanságok dominánsok, míg a számítási modell bizonytalanságai nem domináns hatások. Amennyiben az Eurocode szerinti, $\beta=3.8$ értékű megbízhatósági szinthez tartozó parciális tényezőket kívánjuk a DVM alapján számítani, úgy az alábbi értékeket kapjuk beton (4a) és betonacél (4b) esetén:

$$\gamma_C = \gamma_{Rd,c} \cdot \gamma_{m,c} = 1,21 \cdot 1,23 = 1,49 \sim 1,50 \quad (4a)$$

$$\gamma_S = \gamma_{Rd,s} \cdot \gamma_{m,s} = 1,08 \cdot 1,07 = 1,15 \quad (4b)$$

Tehát a módszer azonos kiindulási feltevések mellett képes az Eurocode szerinti értékek reprodukálására, de rugalmasan kezelni tud eltérő kiindulási feltételeket is, ami különösen a szerkezeti diagnosztikai eredményeinek figyelembevételkor jelent rendkívüli előnyt. Megfelelő számban elvégzett feltárások és anyagvizsgálatok ugyanis amellett, hogy például egyedileg meghatározhatóvá teszik a vizsgált anyag jellemző szilárdságát, a figyelembe vett biztonsági tényező redukálását is lehetővé tehetik, kedvező esetben könnyítve (vagy lehetővé téve) a meglévő szerkezet igazolását. Bizonytalan anyagjellemzőkkel rendelkező szerkezeti elem esetén pedig lehetősége nyílik a Mérnöknek az elvárt többletbiztonság matematikailag megalapozott módon történő előírására.

Meglévő szerkezetek értékelése esetén az egyik legnagyobb bizonytalanságot gyakran a korróziós károsodások értékelése okozza. Jelenleg is kiterjedt kutatások zajlanak a különböző korróziós hatások felderítésének és elsősorban erőtani hatása értékelésének pontosítására. Ez irányú kutatások azonban még csak kisszámú dolgozatok ki modelleket a hatások számszerűsítésére és ezen modellek validálása sem teljeskörű még.

A *fib Bulletin 80* egyik mellékletének részeként összefoglalták a közelmúlt néhány, korróziós problémákra fókuszált

kísérletének eredményét és megadták az ezek alapján felvehető módosító tényezőket. A szerző véleménye szerint ugyanakkor ebben a kérdésben javasolt észszerű konzervativizmussal eljárni.

3.2. A terhelések biztonsági tényezője

A *fib Bulletin 80* eljárásai csak a tartós- és ideiglenes tervezési állapotok „hagyományos” terhelései esetére tartalmaznak megfontolásokat, a rendkívüli terhelések esetét nem tárgyalják. A szerkezetek szeizmikus felülvizsgálatára és értékelésére (egyetlen nem tervezési szabványként) az Eurocode külön szabványkötetet tartalmaz (MSZ EN 1998-3:2011), így meglévő tartószerkezetek földregésállóság vizsgálata szabványoldaltól megoldott.

A terhekkel kapcsolatos, tudományos szintű, valószínűségelméleti vizsgálatok napjainkban is aktívak és ezek az Eurocode-ok tervezett aktualizálása miatt ma kiemelt kutatási területet jelentenek (Dr. Rózsás Árpád révén a nemzetközi kutatómunka közvetlen magyar részvétellel zajlik).

Meglévő- és új szerkezetek terheléseinek figyelembevételkor érdemi (elvi) különbség elsősorban az állandó jellegű hatások esetén jelentkezik. Egy meglévő szerkezet jól felmérhető, diagnosztikai vizsgálatokon keresztül mind a geometriai adatok, mind az anyagok testsűrűsége megismerhető és az ebből adódó bizonytalanság csökkenthető.

A teher-oldali biztonsági tényező felépítése a (3) képlethez hasonlóan az alkalmazott számítási modell bizonytalanságát (γ_{Ed}) és a modellezett változó (állandó-, vagy esetleges terhelés) értékében jelentkező bizonytalanságot (γ_g vagy γ_q) veszi figyelembe.

$$\gamma_G = \gamma_{Ed} \cdot \gamma_g \quad (5a)$$

$$\gamma_Q = \gamma_{Ed} \cdot \gamma_q \quad (5b)$$

A számítási modell bizonytalansága a *fib Bulletin 80* javasolt eljárása szerint független a teher állandó-, vagy esetleges jellegétől, de azt befolyásolja a terhelés által okozott igénybevétel jellege és természetesen a vizsgálat során figyelembe vett megbízhatósági szint. Meghatározására az alábbi (6) összefüggés használható.

$$\gamma_{Ed} = \left(\frac{\mu_{\theta E}}{\theta_{Ek}} \right) \exp(-\alpha_E \cdot \beta \cdot V_{\theta E}) \quad (6)$$

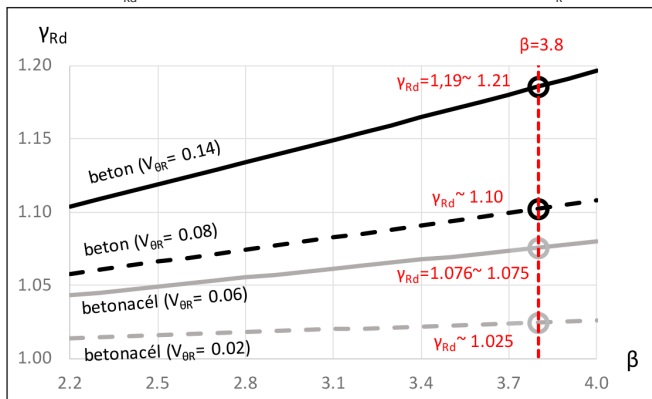
A (6) összefüggés szerint a megbízhatósági index függvényében számított értékeket kedvezőtlen- és kedvező értelmű terhelés esetén az 5. ábra szemlélteti.

Az állandó terhelések tényleges értékének bizonytalanságát figyelembe vevő γ_{Ed} tényező a (7) összefüggés alapján határozható meg. A terhelés relatív szórása függvényében számított értékeket kedvezőtlen- és kedvező értelmű állandó terhelések esetén a 6. ábra mutatja.

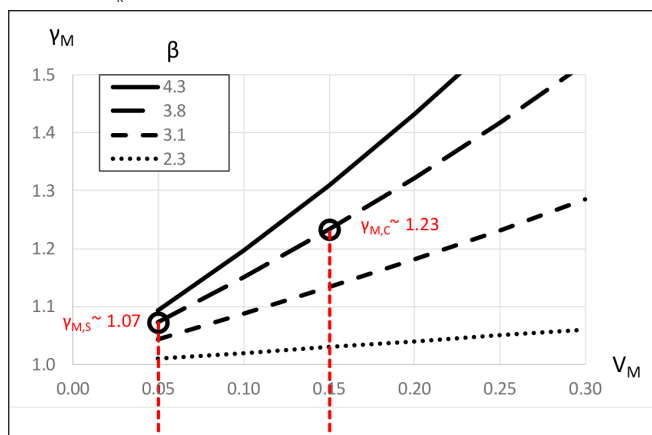
$$\gamma_g = 1 - \alpha_E \cdot \beta \cdot V_g \quad (7)$$

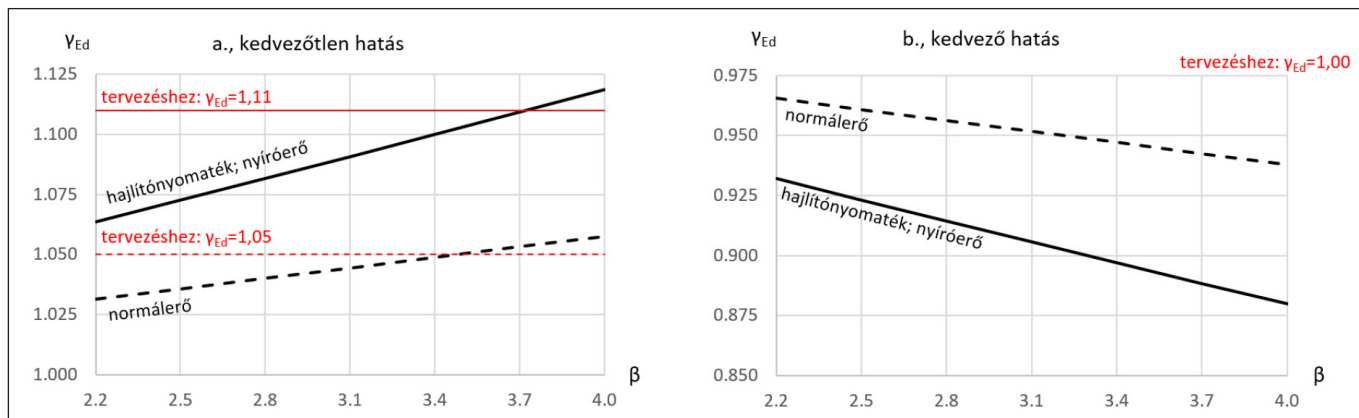
Az állandó terhek parciális tényezője esetén a teheradatok értékének bizonytalansága a domináns hatás. A (6) ábrán kiszámított értékek alapján belátható, hogy pl. bizonytalan (nagy relatív szórású) tömegadatokkal rendelkező épületszerkezet önsúlyterhe adott esetben az Eurocode szabványoknál jóval magasabb biztonsági tényezővel vehető csak figyelembe, illetve megfigyelhető, hogy a vizsgálatához választott megbízhatósági szint különösen a magas relatív szórások mellett okoz a teherértékekben jelentős számszaki különbségeket.

3. ábra: A γ_{Rd} parciális tényező változása β függvényében ($\alpha_R=0.32$)

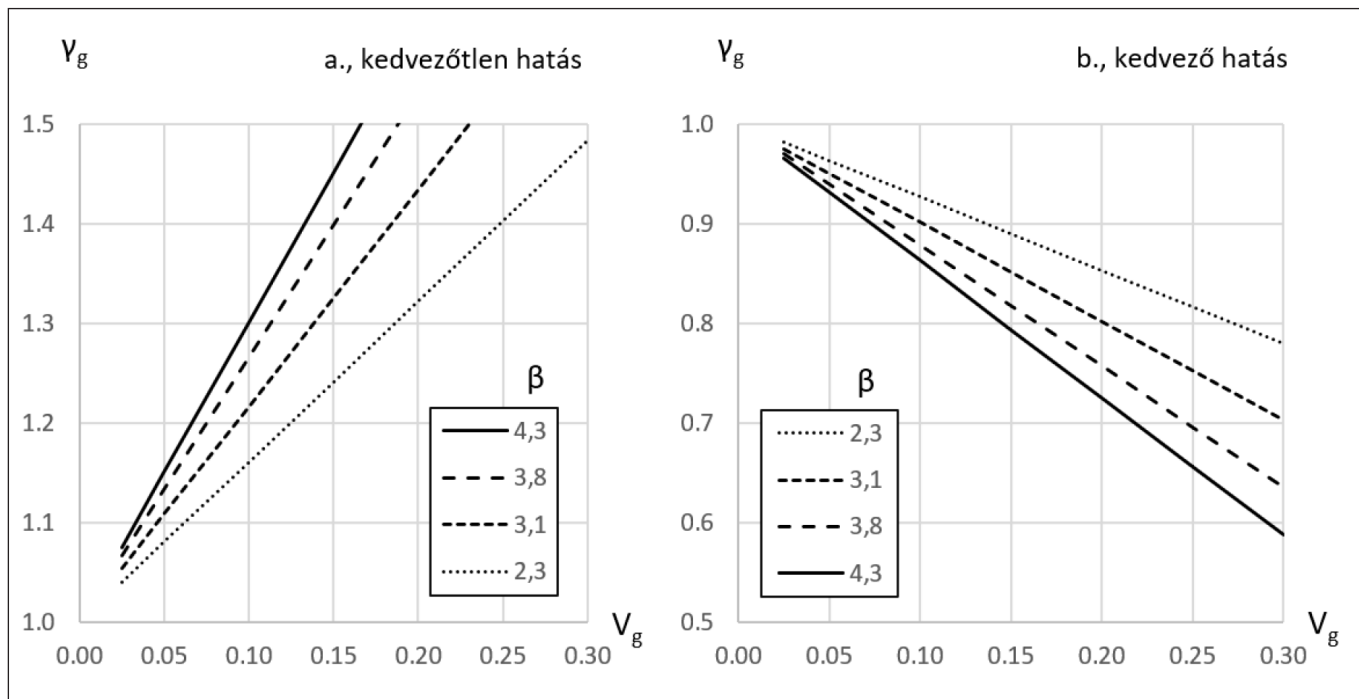


4. ábra: A γ_{M} parciális tényező változása a V_M variációs tényező függvényében ($\alpha_R=0.80$)





5. ábra: A γ_{Ed} parciális tényező változása a megbízhatósági szint függvényében; a., kedvezőtlen hatás ($\alpha_E = -0.28$) és b., kedvező hatás ($\alpha_E = 0.32$) esetén



6. ábra: A γ_g parciális tényező változása a variancia függvényében; a., kedvezőtlen hatás ($\alpha_E = -0.70$) és b., kedvező hatás ($\alpha_E = 0.32$) esetén

Az esetleges terhelések esetén jellemzően nem áll többlet-információ az eljáró Szakértő rendelkezésére az új szerkezet tervezéséhez viszonyítva, azonban a DVM segítségével a meglévő szerkezetek vizsgálatához választott megbízhatósági szint és referencia-időszak (a szerkezet további élettartama- *working life*) ismeretében a figyelembe vett esetleges terhelések nagysága is módosítható, ezért a **fib Bulletin 80** részletesen elemzi az egyes esetleges terhelések képzésének módját.

Az egyes teheresetekben belül is megkülönböztethetők időfüggő és a tehermaximumot reprezentáló változók és jellemzően az ezen változók figyelembevételéhez alkalmazott eloszlásfüggvények sem azonosak, tehát a γ_q tényező csak összetettebb számítások segítségével pontosítható, meteorológiai hatások esetén a lokális mérési eredmények figyelembevétele mellett. A Kárpátok éves hómaximumairól például dr. Rózsás Árpád írt a közelmúltban doktori értekezést (Rózsás 2016), több évtized időtartamot felölelő, lokális adatsorok felhasználásával.

A **fib Bulletin 80** tartalmaz eljárást a szél-, hó-, hasznos- és járműterhek parciális tényezőinek számszerűsítéséhez, de jelen cikknek az ehhez szükséges összefüggések ismertetése nem tárgya. Tipikus magasépítési vasbetonszerkezetek esetén az erőjátékot jellemzően az állandó hatások dominálják, ezért az esetleges terhelés figyelembevételekor esetlegesen elkövetett „nagyvonalúság” (mely jelen esetben például közvetlenül az Eurocode szerinti terhelések figyelembevételelét jelenti) kisebb hatású.

4. A PARCIÁLIS TÉNYEZŐK BESZABÁLYZÁSÁNAK MÓDSZERE (APFM)

A Tervezési Érték Módszer (DVM) a figyelembe vett változók (és eloszlások) egyedi értékelésén alapuló, de alapvetően a nemzetközi gyakorlatban elfogadott metodika alapján kidolgozott, általános módszer. Alkalmazása sok esetben komplex mérlegelést kíván és a mindennapi szakértői gyakorlatban alkalmazása körülményes lehet (bár a javasolt algoritmusok könnyen parametrizálhatók, így gondos előkészületeket követően a módszer alkalmazhatósága is egyszerűsíthető).

A **fib Bulletin 80** szerzői kidolgoztak egy egyszerűsített módszert is a meglévő vasbetonszerkezetek vizsgálatára. Ez az eljárás alapvetően az új szerkezet tervezési helyzetét és az ehhez rendelt parciális tényezőket veszi alapul, majd a meglévő szerkezet sajátosságai (esetlegesen azzal kapcsolatban pontosított információk) alapján vezet be módosító tényezőket, melyek segítségével a módosított biztonsági tényezők már a meglévő szerkezetekre is elvi ellentmondás nélkül használhatóvá válnak. Az eljárást kidolgozói a *parciális tényezők szabályzásának módszere*-ként (*adjusted partial factor method*, APFM) nevezték el.

Az APFM módosított parciális tényezője az alábbi, általános összefüggés segítségével írható fel.

$$\gamma_x = \omega_\gamma \cdot \gamma_{x,new} \quad (8)$$

ahol ω_γ a módosító tényező, $\gamma_{x,new}$ pedig az x változóhoz tartozó, Eurocode szerinti parciális tényező. ω_γ értékének meghatározásához a **fib Bulletin 80** megadja a szükséges összefüggéseket is, azonban ezek használata önmagában nem vezetne a DVM-nél egyszerűbb megoldásra. A módszer gyakorlati alkalmazhatósága abban rejlik, hogy előre definiált (jellemzően konzervatív) peremfeltételek esetén a kiadvány szerzői meghatározták a ω_γ tényező értékeit és azt grafikonok formájában publikálták.

A módosító tényező segítségével szintén figyelembe vehető a tervezési helyzettől eltérő megbízhatósági szint és referencia-időszak, illetve a vizsgált szerkezet szilárdságával és terheléseivel kapcsolatban esetlegesen rendelkezésre álló többletinformáció is. Az APFM kétféle módon használható. Az 'A' módszerben az Eurocode által definiált karakterisztikus értékű terheket vehetjük figyelembe a beszabályozott parciális tényezőkkel, a 'B' módszer esetén azonban a biztonsági tényező mellett a meglevő szerkezet terheléseinek karakterisztikus értékét is alternatív módon határozhatjuk meg.

A jelen cikk a **fib Bulletin 80** kiadványban közreadott grafikonokat tételesen nem tartalmazza, de a mintapéldához felhasznált diagramok a cikk későbbi fejezetében megtalálhatók (8. ábra).

5. A DVM ÉS APFM ÖSSZEHASONLÍTÁSA

A **fib Bulletin 80** szerzői a meglevő szerkezetek vizsgálatához használható módszereket értékelték és komplexitásuk alapján azokat rangsorolták. A módszerek összetettségével arányosan növekszik az azokkal elérhető pontosság is.

Legegyszerűbb az APFM eljárása, valamivel összetettebb és általánosabb a DVM, amit követően a számítás Teljes Valószínűségi Eljárással (*Full-Probabilistic Method*), vagy egy akár azt is kiegészítő költségoptimalizációs eljárással (*Expected Cost Optimization*) végezhető el. A gyakorló mérnökök számára az első két módszer alkalmazása javasolt, illetve elvárható.

Mindkét, a jelen cikkben is röviden bemutatott módszer koherens, viszonylag könnyen alkalmazható és illeszkedik a tervezéshez is alkalmazott szabványok keretrendszeréhez, ugyanakkor lehetséges általuk alternatív megbízhatósági szintek és referencia-időszakok, valamint az ellenállásra/terhelésre vonatkozó többlet-információk figyelembevétele.

Az APFM az előre rögzített peremfeltételek miatt kevésbé szubjektív és kiegészítő mérési eredmények nélkül is alkalmazható, ugyanakkor egyes esetekben ez láthatóan konzervatív eredményre vezet, a szerzők megfogalmazásában ez az egyszerűsített eljárás „robustusabb”.

A DVM segítségével a szerkezet-specifikus információk (pl. diagnosztikai eredmények) kielégítően kezelhetők és a megbízhatósági szint pontosan beállítható. A változók felvétele és a figyelembe vett eloszlások milyensége a számított értékekre nagy hatással van, ezért a módszer „szabadsága” az alkalmazóra nézve nagyobb felelősséggel is jár. Ennek tudatában a **fib Bulletin 80** az esetek többségében egyértelmű javaslatokat fogalmaz meg a módszer szakszerű és konzervatív használatához.

A két módszer az ellenállások, illetve állandó terhek (γ_m és γ_g) parciális tényezőit gyakorlatilag azonos eredménnyel szol-

gáltatja, az ezekhez tartozó (számítási bizonytalanság figyelembe vevő) γ_{Rd} és γ_{Ed} parciális tényezők esetében kismértékű különbséget ad. Az esetleges terhek γ_q parciális tényezőjének meghatározásában érzékelhető a különbség a két eljárás közt.

6. HAZAI SZABÁLYZATOK

A meglevő tartószerkezetekkel kapcsolatosan nem megkérdőjelezhető, hogy létezik a témában hatályos hazai előírás. Hidak esetén ez az *e-UT 08.01.61* j. (Hídvizsgálat I.- Megépült közúti hidak teherbírás-vizsgálata című) Útügyi Műszaki Előírás, magasépítési tartószerkezetek esetén pedig a *TSZ01-2013* j. (Épületek megépült teherhordó szerkezeteinek erőtani vizsgálata és tervezési elvei című) Műszaki Szabályzat.

Alapelveit tekintve a két dokumentum azonos, sőt nagyrészt szövegezésüket tekintve is egyezők. Gyakorlat-orientált szabályzatok, melyek évtizedek óta alapvetően változatlan formában a tervezői gyakorlat részei (a TSZ01-2013 elődje az MI 15011 j. Műszaki Irányelv, melyet 1988-ban adtak ki tartalma a jelenleg hatályos Műszaki Szabályzattal egyező, a közelmúltban leginkább az alkalmazott jelölések egységesítését végezték el az Eurocode-dal összhangban).

Kritikaként fogalmazható meg, hogy egyik hazai előírás/szabályzat sem definiálja a figyelembe vett megbízhatósági szinteket és nem található bennük koherens keretrendszer a biztonsági tényezők meghatározásához. Egyedül Körmöczi Ernő 2017. évi MMK továbbképzésen tartott előadásában (Körmöczi 2017) jelenik meg explicit a TSZ01-ben figyelembe vett biztonsági szint kérdése, ahol a szerkezeti tönkremenetel kockázatára előadó $2,8 \times 10^{-4}$ értéket, a β indexszel analóg (m) megbízhatósági számra pedig 3,45 értéket adott meg (a számításokat Mistéth (2001) alapján elvégezve). A DVM és APFM bemutatása alapján a két szabályzat a valóságban nem is minden esetben a feltüntetett biztonsági szintet reprezentáló tényezőket alkalmazza (lásd mintapélda).

Az időközben bekövetkezett szabványváltozások (Eurocode-ok bevezetése) miatt az *e-ÚT 08.01.61* és a *TSZ01-2013* alapvetően változatlan előírásainak többsége nem tekinthető korszerűnek (több, mára aktualitását veszített hivatkozás szerepel az anyagokban).

A szerkezet állapota ezen szabályzatok szerint lehet *megfelelő*, *tűrhető*, vagy *veszélyes* (a kategorizáláshoz szükséges követelmények mindkét dokumentumban egyértelműen megjelennek).

Az erőtani számításokat hidak esetén a vizsgálat idején hatályos (aktuális) szabvány, épületek esetén a vizsgálatkor, illetve állapotörögzítés, vagy kisebb beavatkozás esetén az építés idején hatályos előírások alapján lehet végezni (komolyabb átalakítások/bővítések esetén épületekre is csak az aktuális szabványkörnyezet vehető figyelembe).

A *megfelelő állapot* (egyik) feltétele az erőtani követelményeknek való megfelelés, ami a fentiek alapján az esetlegesen eltérő szabványkörnyezet miatt önmagában ellentmondásos kritériumokra vezethet. A *tűrhető állapot* kijelentéséhez a teherbírási határállapotok megfelelőségét a terhelések alapértékű kombinációjára (tehát karakterisztikus teherszinten) kell tudni igazolni. Mivel az Eurocode-ok bevezetésével a teher-alapértékek is változtak, ezért itt sem feltétlenül egyértelmű, hogy a vizsgálat milyen megbízhatósági szinthez tartozik. Tűrhető állapotú szerkezet esetén korlátozott használati időtartamot kell előírni.

Az erőtani vizsgálat fenti követelményei az eljáró szakértő számára jól alkalmazhatók; a felülvizsgálatkor figyelembe vett kisebb biztonsági szint (alapértékű terhek) és a redukált

referencia-időszak pedig alapelvét tekintve analóg a *fib Bulletin 80* javasolt metodikájával is, azonban a megbízhatóság szintjének megválasztására a szakértőnek a hatályos előírás/szabályzat rendszerében nincs lehetősége, ami rugalmatlanná teszi a műszaki vizsgálatok értékelését.

További kritika a hatályos előírásainkkal szemben, hogy az anyagvizsgálatokra adott javaslataik sok esetben elavult szabványokon, illetve módszereken alapszanak, ennek következtében a diagnosztikai vizsgálatok kiértékelése sem (legalábbis nem minden esetben) a hatályos szabványrendszerek szerinti módszer alapján történik (így a számításokban ez is vezethet elvi ellentmondásra).

Az e-UT08.01.61 és a TSZ01-2013 teljeskörű, érdemi revíziója időszerű és indokolt. A DVM, vagy APFM javasolt eljárásain keresztül a hatályos hazai előírások megfelelő, a nemzetközi trendekkel egyező irányba volnának átalakíthatók. A szabályzatok fejlesztésével kapcsolatban az Eurocode-ok jövőbeni revíziója és meglévő szerkezetek vizsgálatára való kiterjesztése miatt a kérdés valójában nem is elsősorban az, hogy a szabályzatok átalakítása *szükséges-e?* hanem hogy *mikor* történik meg?

7. MINTAPÉLDA

A DVM és APFM alkalmazását a *fib Bulletin 80* egy fejezete gondosan kidolgozott mintapéldával illusztrálja. A jelen cikkben bemutatott példa az ott szereplőtől szándékosan kissé eltérő és igyekszik végig követni egy valós projekt felülvizsgálatának lépéseit.

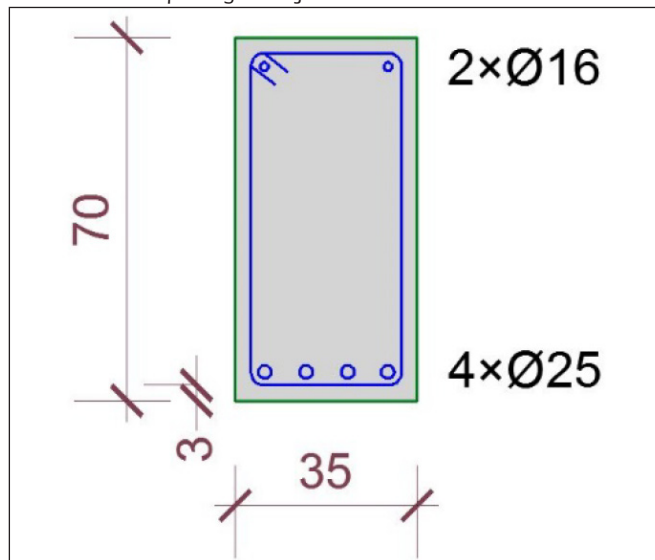
A példában feltüntettem az Eurocode (EC) szerint a terhelések tervezési- és karakterisztikus szintjén meghatározott igénybevételeket is. Előbbi a TSZ01-2013 j. Műszaki Szabályzat (TSZ01) szerinti *megfelelő*-, utóbbi a *tűrhető állapot* igazolásának kritériuma.

A példában egy meglévő vasbeton vázszerkezet felülvizsgálatát kell elvégezni, a feladat a vasbeton főtartó ellenőrzése hajlításra. A kéttámaszú (statikailag határozott) gerendák egymástól 6,0 m-re helyezkednek el, fesztávolságuk 8,0 m. A gerenda jellemző keresztmetszetét és vasalását a 7. ábra szemlélteti, érdemi korróziós károsodás nem vélelmezett.

Az épület irodaház, a felülvizsgálatot 50 éves referencia-időszakra végezzük (ezzel az új tervezési helyzettel jól összevethető lesz az eredmény). A gerenda önsúlya ~6 kN/m a földem és a padlórétegrend terhelése ~5,0 kN/m² (30 kN/m).

A hasznos terhelés karakterisztikus értéke az Eurocode

7. ábra: A mintapélda gerendájának keresztmetszete



alapján $q_k=3.0 \text{ kN/m}^2=18 \text{ kN/m}$ (az önsúlyterhelés alapértékének fele). Az épület funkciója alapján CC2 kárhányad szerinti (és ennek megfelelően RC2-es megbízhatósági) osztályba sorolandó.

A számításokat egyszerűbb esetekben a cikkben bemutatott összefüggések segítségével végeztem, a DVM szerinti γ_q tényező és az APFM szerinti ω -tényezők esetén felhasznált diagramokat a számítási lépések megjelölésével a 8. és 9. ábrák tartalmazzák.

Az egyes módszerek segítségével meghatározott igénybevételeket és teherbírásokat a 8. táblázat foglalja össze.

Az első számítási fázisban (a gyakorlatban nem idegen módon) az alapadatok hiányát feltételezzük (a 3. ábrán V_{OR} értéke beton esetén 0,14, betonacél esetén 0,06) és közelítésként a megbízhatósági szintet is a tervezés során figyelembe vett értékkel vesszük figyelembe ($\beta_{new}=3,8$). A beton ~C20/25-ös szilárdsági osztályúnak feltételezhető ($f_{ck}=20 \text{ MPa}$; a variancia közelítőleg $V_c=0,15$), a betonacél B60.40-es szilárdsági osztálynak megfelelő ($f_{yk}\sim 400 \text{ MPa}$, $V_s=0,05$).

Az első számítási fázishoz tartozóan meghatározott parciális tényezőket az 5. táblázat tartalmazza. Látható, hogy a nagyvonalú feltételezések mellett a DVM alapján az Eurocode szerinti teheroldali biztonsági tényezőknél nagyobb értékek határozhatók meg, ezért annak eredménye tekinthető leginkább konzervatívnak. A szerkezeti elem megfelelősége egyik esetben sem mutatható ki, még a TSZ01-2013 szerinti *tűrhető állapot* sem igazolható (8. táblázat).

Mivel a kérdés a szerkezeti beavatkozás szükségének eldöntése, ezért a figyelembe vett megbízhatósági index csökkenthető. A második számítási lépésben az egyéb alapadatok változatlanul tartása mellett β értékét a CC2 osztályhoz tartozó $\beta_0=2,3$ -re csökkentjük (a DVM és APFM eljárások esetén).

5. táblázat: Előzetes számításokhoz tartozó parciális tényezők ($\beta=3,8$ esetén)

változó	DVM	APFM	EC- E _d	EC- E _k	alkalmazott feltevés
Parciális tényezők	V_g	1.27	-	-	$V_g=0.10$
	V_q	1.47	-	-	$V_{qimp,0}=1.10$
	Y_{Ed}	1.11	-	-	$V_{BE}=0.10$
	$Y_{m,s}$	1.07	-	-	$V_{fy}=0.05$
	$Y_{Rd,s}$	1.08	-	-	$V_{BR}=0.06$
	$Y_{m,c}$	1.23	-	-	$V_{fc}=0.15$
	$Y_{Rd,c}$	1.19	-	-	$V_{BR}=0.14$
Módosító tényezők	ω_{yG}	-	1.00	-	$V'_G=V''_G=0.10$
	ω_{yQ}	-	1.00	-	$t_{ref}=50 \text{ év}$
	ω_{ys}	-	1.00	-	$V''_s/V'_s=1.00$
	ω_{yc}	-	1.00	-	$V''_c/V'_c=1.00$
Biztonsági tényezők	V_g	1.41	1.35	1.35	1.00
	V_q	1.64	1.50	1.50	1.00
	V_s	1.15	1.15	1.15	1.15
	V_c	1.46	1.50	1.50	1.50

6. táblázat: A csökkentett megbízhatósági szinthez ($\beta=2,3$) tartozó parciális tényezők

változó	DVM	APFM	EC- E _d	EC- E _k	alkalmazott feltevés
Parciális tényezők	V_g	1.16	-	-	$V_g=0.10$
	V_q	1.05	-	-	$V_{qimp,0}=1.10$
	Y_{Ed}	1.07	-	-	$V_{BE}=0.10$
	$Y_{m,s}$	1.01	-	-	$V_{fy}=0.05$
	$Y_{Rd,s}$	1.05	-	-	$V_{BR}=0.06$
	$Y_{m,c}$	1.03	-	-	$V_{fc}=0.15$
	$Y_{Rd,c}$	1.11	-	-	$V_{BR}=0.14$
Módosító tényezők	ω_{yG}	-	0.89	-	$V'_G=V''_G=0.10$
	ω_{yQ}	-	0.72	-	$t_{ref}=50 \text{ év}$
	ω_{ys}	-	0.92	-	$V''_s/V'_s=1.00$
	ω_{yc}	-	0.78	-	$V''_c/V'_c=1.00$
Biztonsági tényezők	V_g	1.24	1.20	1.35	1.00
	V_q	1.12	1.08	1.50	1.00
	V_s	1.06	1.06	1.15	1.15
	V_c	1.14	1.16	1.50	1.50

7. táblázat: Részletes vizsgálatokhoz tartozó parciális tényezők ($\beta=2,3$)

változó	DVM	APFM	EC- E _d	EC- E _k	alkalmazott feltevés
Parciális tényezők	γ_g	1.13	-	-	$V_g = 0.08$
	γ_q	1.05	-	-	$V_{qimp,0} = 1.10$
	γ_{Ed}	1.07	-	-	$V_{\theta E} = 0.10$
	$\gamma_{m,s}$	1.01	-	-	$V_{fy} = 0.03$
	$\gamma_{Rd,s}$	1.01	-	-	$V_{BR} = 0.02$
	$\gamma_{m,c}$	1.01	-	-	$V_{fc} = 0.07$
	$\gamma_{Rd,c}$	1.05	-	-	$V_{BR} = 0.06$
Módosító tényezők	ω_{yG}	-	0.87	-	$V''_G/V'_G = 0.80$
	ω_{yQ}	-	0.72	-	$t_{ref} = 50$ év
	ω_{ys}	-	0.91	-	$V''_s/V'_s = 0.60$
	ω_{yc}	-	0.76	-	$V''_c/V'_c = 0.49$
Biztonsági tényezők	γ_g	1.20	1.17	1.35	1.00
	γ_q	1.12	1.08	1.50	1.00
	γ_s	1.02	1.05	1.15	1.15
	γ_c	1.06	1.14	1.50	1.50

Az ennek megfelelően számított parciális tényezők a 6. táblázatban láthatók.

A vizsgált eljárások számított biztonsági tényezői mind a teher-, mind az ellenállás oldalon jelentősen lecsökkentek. Ennek megfelelően az Eurocode szerinti számításnál jóval kedvezőbb értékek határozhatók meg és vehetők figyelembe. A megfelelés nem igazolt; a DVM és APFM segítségével az EC karakterisztikus teherszintjével számolt kihasználtsággal közel azonos érték adódik.

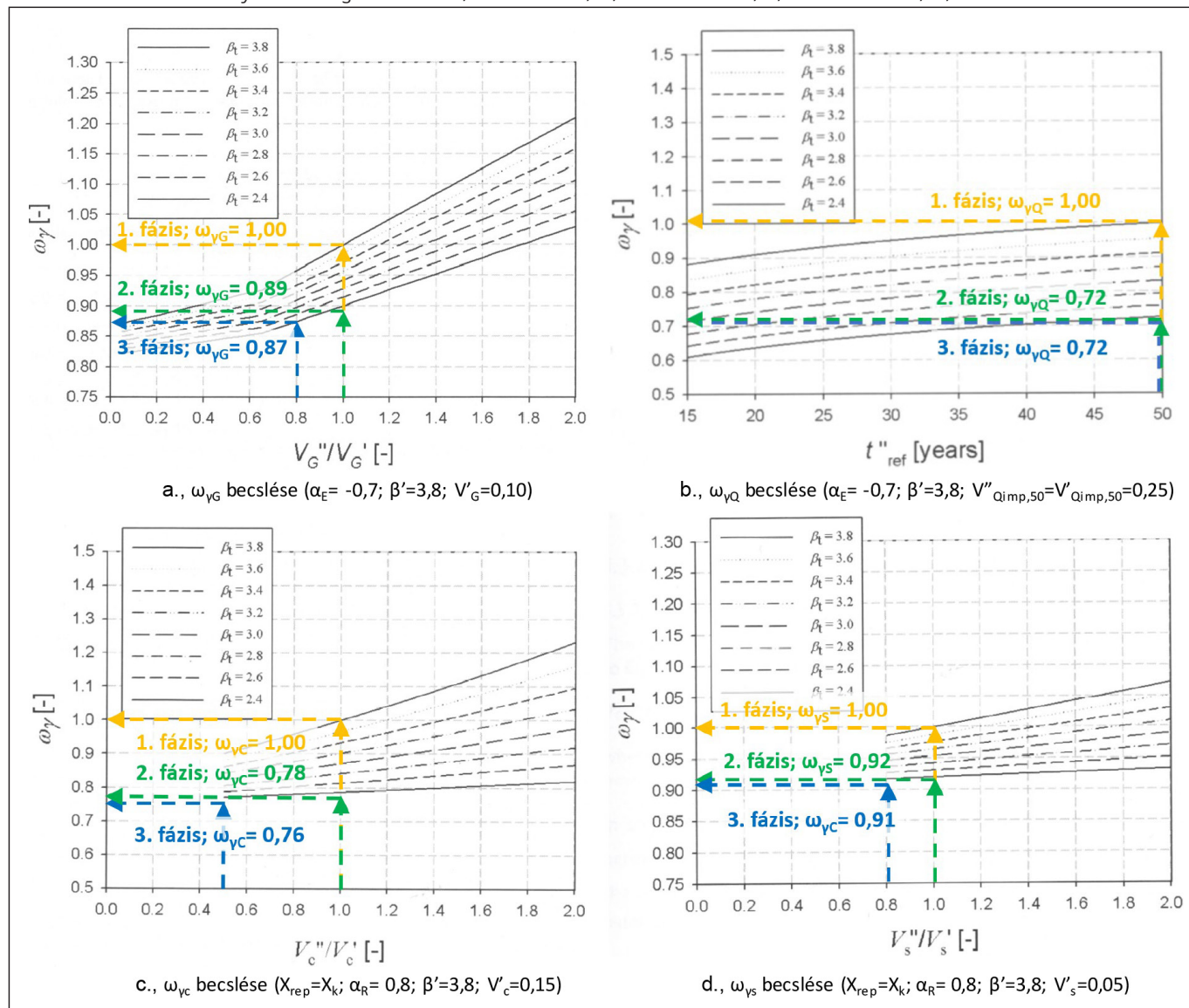
A harmadik vizsgálati fázis részletes diagnosztikai vizsgálata

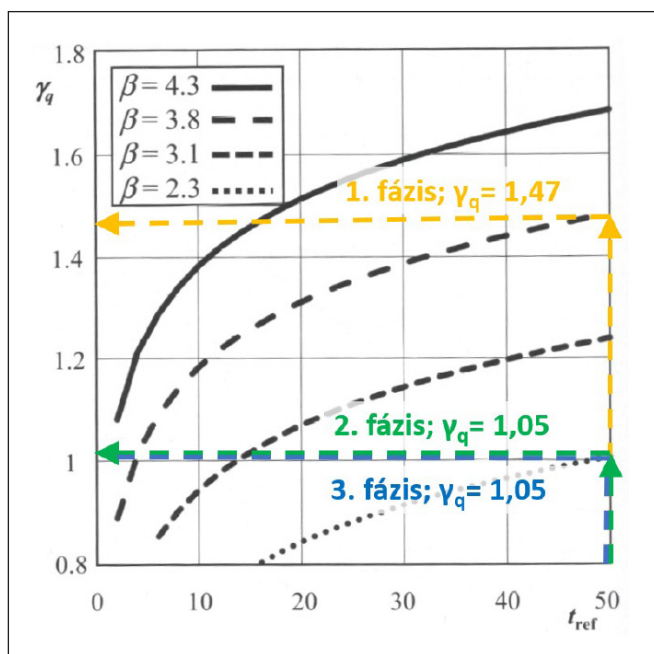
8. táblázat: Számítási lépések eredményeinek összefoglalása

	változó	DVM	APFM	EC- E _d	EC- E _k
1. fázis-Előzetes vizsgálat	f_{cd} [N/mm ²]	13.7	13.3	13.3	13.3
	f_{yd} [N/mm ²]	346.8	347.8	347.8	347.8
	M_{Ed} [kNm]	622.4	589.0	606.2	433.0
	M_{Rd} [kNm]	393.9	393.6	393.6	393.6
2. fázis-Közelítő vizsgálat	f_{cd} [N/mm ²]	17.5	17.2	13.3	13.3
	f_{yd} [N/mm ²]	379.0	378.1	347.8	347.8
	M_{Ed} [kNm]	507.4	492.9	606.2	433.0
	M_{Rd} [kNm]	438.2	436.4	393.6	393.6
3. fázis-Részletes vizsgálat	f_{cd} [N/mm ²]	20.6	19.1	14.5	14.5
	f_{yd} [N/mm ²]	435.9	425.2	387.0	387.0
	M_{Ed} [kNm]	499.2	486.4	606.2	433.0
	M_{Rd} [kNm]	505.0	490.2	436.7	436.7

tok eredményeinek felhasználását feltételezi. Mintavételezést követő laboratóriumi vizsgálatokkal mind a beton-, mind a betonacél figyelembe vehető szilárdsági adatai pontosíthatók. A példában az anyagvizsgálatokkal meghatározott beton nyomószilárdság, $f_{ck} = 21,8$ MPa, a betonszilárdság relatív szórása $V_{fc} = 7\%$, míg a betonacél esetén $f_{yk} = 445$ MPa és $V_{fy} = 3\%$ értéket mértek. A vizsgálatok során az önsúlyterhek szórását is mérések segítségével pontosították ($V_g \sim 8\%$), illetve helyszíni felmérésekkel és feltárásokkal a szerkezet geometriai bizonytalanságai is csökkentek (V_{BR} értéke a beton és a betonacél esetén egyaránt redukálhatóvá vált).

8. ábra: APFM módosító tényezőinek meghatározása- a., állandó terhek; b., hasznos terhelés; c., beton ellenállása; d., betonacél ellenállása





9. ábra: A hasznos terhelés γ_q parciális tényezőjének DVM szerinti meghatározása a figyelembe vett referencia-időszak alapján

Természetesen a kedvező anyagminőségek az Eurocode szerinti számításban is figyelembe vehetők, illetve a terhelések is valamelyest csökkenthetők volnának tervezési állapotban (karakterisztikus teherszinten már nem!). Az ennek megfelelően számolt parciális tényezőket a 7.-, az igénybevételeket és ellenállásokat a 8. táblázat foglalja össze.

A terhelések a DVM és APFM esetén kismértékben tovább csökkenthetők voltak, de természetesen a kedvezőbb kihasználtságot a szilárdsági értékek pontosítása eredményezi. A példa felhívja a figyelmet arra is, hogy az APFM használatához javasolt grafikonok korlátosak (azokat diszkrét határértékeknek „levágták”), ezért a betonacél és a beton esetén azok kedvezőbb ellenállása a parciális tényezőkben a módszerrel csak részlegesen vehetők figyelembe. A diagramokon ábrázolt tartományokon túli extrapoláció nem megengedett, itt az alkalmazott peremfeltételek ugyanis nem érvényesek.

A pontosított alapadatokkal végzett számítások alapján a *megfelelőség* a DVM és APFM módszerekkel ($\beta=2,3$ -as indexhez tartozó megbízhatósági szintre) igazolt, illetve a TSZ01-2013 szerinti *tűrhető állapot* is kijelenthető. Jól látható, hogy ennél szigorúbb peremfeltételek mellett szerkezeti beavatkozást kell előírni (amit már megnövelt biztonsági szinten kell elvégezni).

A számított kihasználtság ugyan az Eurocode karakterisztikus teherszintjéhez tartozóval közel azonos, de belátható, hogy a számításokban érdemi tartalmi különbségek vannak, illetve a DVM/APFM módszerek több paraméter hatását képesek rugalmasan kezelni (lásd az 5-7. táblázatok értékeinek változása).

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A jelen cikk a meglévő vasbetonszerkezetek parciális tényezőinek képzésére kidolgozott és a *fib Bulletin 80* kiadványban részletesen bemutatott eljárásokat ismerteti.

A parciális tényezők képzésének módszertana már nemzetközi szabványokban is publikált, már a hatályos Eurocode is ismerteti (tájékoztató mellékletek formájában) a megbízhatósági eljárások elveit. Szűk keretek között a parciális tényezők módosítását (jellemzően csökkentését) maga az Eurocode is engedélyezi.

A jövőben azonban várhatóan ezek az eljárások a következő

Model Code (MC2020) és a revideált Eurocode-ok részeként, előírás jelleggel jelennek majd meg.

A jelenleg hazánkban a meglévő tartószerkezetek vizsgálatára használt szabályzatoknál a cikkben bemutatott módszerek valamivel összetettebbek, ugyanakkor adott szerkezetekre rugalmasabban alkalmazhatóak (az egyedi körülmények pontosabban figyelembe vehetők). A szakértői döntés ezen módszerekkel a hatályos tervezési előírásokkal azonos logika mentén megalapozható és a megbízhatósági szint esetleges csökkentése igazolható, matematikailag is indokolható.

A parciális tényezők módosításának lehetőségével még inkább hangsúlyt kap(hat)nak a korrekt diagnosztikai vizsgálatok és adott esetben indokoltabbá válhat a mintavételi mennyiségek (akár szabvány-minimumon túli) növelése is, hiszen ez vezethet a beépített anyagok pontosabb megismeréséhez.

Fontos megjegyezni, hogy a módszerek nem minden körülmények között a kedvezőbb számított kihasználtság kimutatását célozzák, ugyanis a változók (akár ellenállással összefüggő paraméterek, akár a terhelés meghatározásának mérőszámai) szerencsétlen esetben az általánosan alkalmazottnál magasabb biztonsági tényezők használatát írhatják elő, ez azonban ilyen esetekben indokolt is. Ha egy vizsgálat sorozat például az anyagminőség magas szórását állapítja meg, akkor indokolt lehet akár a tervezési körülményekhez képest növelt anyag-oldali biztonság előírása is.

A szerző tapasztalatai alapján a DVM és APFM módszerek alkalmazása a *fib Bulletin 80*-ban javasoltan figyelembe veendő paraméterekkel alapvetően egyszerű, ugyanakkor több esetben (pl. egyes terhelések definiálásánál) bizonyos magyarázatok hiányosak, a szakterületen járatlan mérnök számára ezen hiányosságok zavarók.

A bemutatott számítási eljárásoktól függetlenül a megbízhatósági szintek tudatos értelmezésének jól látható gyakorlati előnye a kivitelezéssel és terv-felülvizsgálattal kapcsolatos követelmények meghatározása. A tervezőnek (szakértőnek) szerző véleménye szerint kiemelt feladata az előírt beavatkozások (vagy kivitelezési tevékenység) ellenőrzési szintjeinek deklarálása, illetve meglévő szerkezetek esetén a rendszeres karbantartási tevékenység szükségének jelzése is. A tényleges építőipari problémák túlnyomórészt a szakszerűtlenségekből fakadnak, melyeket a jelenleg alkalmazott gyakorlat nem kezel a helyén- a tervezés szintjén sem.

9. ÖSSZEFOGLALÁS

A cikk elsődlegesen figyelemfelhívó jelleggel íródott, hiszen ezen módszerek érdemesek a széleskörű megismerésre és a közeljövőben várhatóan ezen (vagy hasonló) módszerek megismerés kvázi-kötelezővé válhat. A Nemzetközi Betonszövetség e témában végzett kutatómunkája feltétlenül előremutató és a *fib Bulletin 80* hasábjain bemutatott eljárások talán elsőként kísérik meg a gyakorló mérnökök szélesebb körét is bevonni a parciális tényezők képzésének elméletébe és gyakorlati alkalmazásába.

A jelen írás egyúttal a megépület tartószerkezetek vizsgálati szabályzatainak egyes hiányosságaira is rá kívánt mutatni és határozott javaslatot kíván tenni a kérdéses szabályzatok átfogó revíziójára és a hatályos tervezési szabványokkal azonos elméleti alapokon nyugvó átalakítására.

10. HIVATKOZÁSOK

fib Bulletin 80 (2016), „Partial factor methods for existing concrete structures”, *fib*- Task Group 3.1, Lausanne
Guide to EC2 (2008), „Commentary to Eurocode 2”, *European Concrete Platform ASBL*- CEN TC 250/SC2, Brüsszel

JRC Report (2015), „New European Technical Rules for the Assessment and Retrofitting of Existing Structures”, JRC 94918, EU-JRC, Luxembourg.
Körmöczy E. (2017), „Megépült szerkezetek erőtani vizsgálata- TSZ01-2013 Műszaki Szabályzat”, MMK továbbképzés előadásanyaga- 2017.12.01., Budapest
Mistéth E. (2001), „Méretezélmélet”, Akadémiai Kiadó, Budapest
Rózsás, Á. (2016), „Snow extremes and structural reliability”, BME, Budapest

Várdai Attila (1985) okleveles szerkezet-építőmérnök, az ÉMI-TÜV SÜD Kft. Építőipari Szolgáltatások Osztályának vezetője, műszaki szakértő; doktorjelölt a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén. A *fib* Magyar Tagozatának és a *fib* Nemzetközi Szervezetének tagja. Munkabizottsági tag a *fib* COM 3.2 és COM 3.4 jelű munkacsoportokban. Érdeklődési területei: vasbetonszerkezetek tervezése/ felülvizsgálata; meglévő tartószerkezetek diagnosztikai és szakértői vizsgálata; szerkezet-megerősítések tervezése és modellezése; szabadidős létesítmények független ellenőrzése, terv-felülvizsgálata és tanúsítása; kötélszerkezetek erőjátékának elméleti vizsgálata.

ASSESSMENT OF EXISTING CONCRETE STRUCTURES, BASED ON *fib* Bulletin 80

Attila Várdai

The assessment of existing structures conceptually differs from the design of new ones. The evaluation of structural reliability of existing structure is not

harmonized; however, recently international standards were published, that apply the same methodology as the design codes.

The International Federation for Structural Concrete (*fib*) has focused activities on the assessment of existing structures. The aim of this work is to introduce a coherent assessment model for the Designers in the new Model Code (MC 2020) and to set the foundations for future development of the Eurocodes. Recently the *fib* Bulletin 80- *Partial factor methods for existing concrete structures* were published, where new, applicable methods are introduced to generate partial safety factors for existing structures.

This paper intends to make a short introduction of these methods, based on the presentations of the *fib* Winter School 2019 (Turin) and to make comparisons with the Eurocodes and the Hungarian TSZ01-2013 via a calculation example.

The paper is based on *fib* Bulletin 80 and the presentations of *fib* Winter School 2019 (Turin; 5-6 February 2019.):

Alliax D., “General framework for partial factor methods”

Steenbergen R., “Target reliability levels for existing structures”

Sykora M., “The Design Value Method”

Caspeele R., “The Adjusted Partial Factor Method”

Sykora M. & Caspeele R., “Numerical validation, scope and limitations”

Castaldo P. & Gino D., “Case study of existing RC bridges”

Tanner P. & Lara C., “Actual conditions, prior information, updating and other true stories”